© Нгуен Зуен Фонг, 2016

УДК 622.261;
622.831

Нгуен Зуен Фонг

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБДЕЛОК ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ МЕТРОПОЛИТЕНА Г. ХОШИМИН (СРВ) НА ОСНОВЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАВНОВЕСНОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «КРЕПЬ – МАССИВ»

Решение транспортных проблем современных городов, как часть реализации крупных инфраструктурных проектов и включающее создание новых или развитие существующих линий метрополитена, связано с интенсивным освоением подземного пространства. Это в полной мере относится к условиям г. Хошимин (СРВ), в котором новые линии метрополитена должны проходить через исторический центр, отличающийся высокой плотностью городской застройки и, соответственно, разветвленной сетью инженерных коммуникаций. В зону влияния строительства тоннелей метрополитена и подземных станций попадают жилые и административные кварталы, в которых имеются здания и сооружения, представляющие как историческую, так и архитектурную ценность.

Ключевые слова: строительство туннелей, напряженно-деформированное состояние пород, обделка выработки, проектирование обделок.

Основные теоретические положения

Проектируемые в г. Хошимине сооружения метрополитена располагаются в слабых осадочных породах (грунтах), особенностью которых является существующее в них поле начальных напряжений, обусловленных гравитационными силами, близкое к гидростатическому, т.е.:

$$\sigma_x^{(0)(0)} = \sigma_y^{(0)(0)} = -\gamma H, \quad \tau_{xy}^{(0)(0)} = 0 \qquad (1)$$

где γ – усредненный объемный вес пород (грунта), H – глубина заложения выработки; знак «-» принят в соответствии с правилом теории упругости, согласно которому сжимающие напряжения считаются отрицательными.

Применение принципа суперпозиции позволяет моделировать полные напряжения в массиве пород (грунта) в окрест-

ности выработки как сумму начальных $\sigma^{(0)(0)}$ и дополнительных $\sigma^{(1)(0)}$ (снимаемых) напряжений, обусловленных образованием выработки. Таким образом, можно записать:

$$\sigma^{(0)} = \sigma^{(0)(0)} + \sigma^{(1)(0)}, \qquad (2)$$

где символом σ обозначены все компоненты тензора напряжений.

Понятие «снимаемых напряжений» ввел проф. И.В. Родин [1] для моделирования образования выработки в предварительно напряженном весомом массиве пород. Используя указанное понятие, несложно представить, что при образовании выработки ее контур должен быть освобожден от полных нормальных и касательных напряжений. Это может быть достигнуто наложением на начальное поле напряжений вокруг выработки таких же по величине, но противоположных по знаку дополнительных напряжений. Физически это означает, что действующие на контуре будущей выработки начальные напряжения должны быть «сняты».

После установки крепи (обделки), обладающей определенной жесткостью, зависящей от толщины подземной конструкции и деформационных свойств материала, из которого она изготовлена, в массиве происходит перераспределение напряжений. При этом в случае, когда крепь устанавливается непосредственно в забой сразу после раскрытия сечения выработки, снимаемые (дополнительные) напряжения, действующие со стороны массива, полностью передаются на нее в качестве нагрузки (радиального давления). Крепь (обделка) включается в совместную работу с массивом в качестве составного элемента единой деформируемой системы «крепь – массив». Расчетная схема для определения допустимых смещений массива и напряжений в крепи представлена на рис. 1.

Описанная таким образом задача имеет аналитическое решение, представленное, например, в работах [2, 3]. Следуя положениям, изложенным в отмеченных выше работах, видоизменим путь решения поставленной задачи. Если предположить, что выработка не подкреплена, то на контуре L_0 массива (области S_0) граничное условие для полных напряжений в полярной системе координат с учетом выражений (1), (2) можно записать в виде:

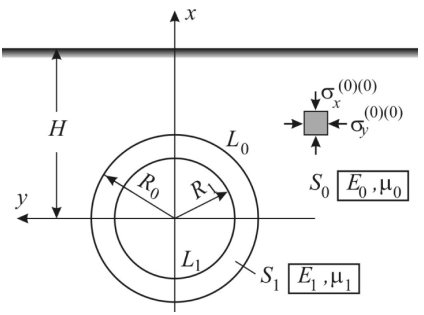

Рис. 1. Расчетная схема крепи

$$\sigma_r^{(0)} = \sigma_r^{(1)(0)} + \sigma_r^{(0)(0)} = \sigma_r^{(1)(0)} - \gamma H = 0 . \quad (3)$$

Здесь касательные напряжения не рассматриваются в силу осевой симметрии задачи. Тогда для дополнительных напряжений на контуре неподкрепленной выработки справедливо следующее соотношение:

$$\sigma_r^{(1)(0)} = \gamma H . \quad (4)$$

Далее, рассматривая случай, когда в выработке устанавливается крепь, следует учитывать, что она препятствует свободному деформированию контура L_0 выработки, создавая отпор. Для удобства рассмотрим взаимодействие элементов единой системы «крепь – массив», как показано на рис. 2. Условие (4) с учетом отпора крепи принимает вид:

$$\sigma_r^{(1)(0)} = \gamma H - q_0 = -(q_0 - \gamma H) \quad (5)$$

где q_0 – отпор крепи.

В выражении (5) принято, что нормальные напряжения, действующие по направлению к контуру L_0 области S_0, являются сжимающими, т.е. отрицательными. На внешнем контуре крепи (кольце S_1) возникают радиальные сжимающие напряжения q_0, моделирующие горное давление на подземную конструкцию со стороны массива пород (области S_0). Пренебрегая начальными напряжениями в крепи, запишем выражение для дополнительных радиальных напряжений в кольце S_1 на линии контакта L_0 с массивом:

$$\sigma_r^{(1)(1)} = -q_0 . \quad (6)$$

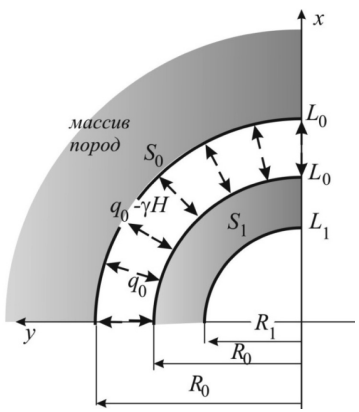

Рис. 2. Схема нагружения единой деформируемой системы «крепь-массив»

В случае, когда крепь устанавливается непосредственно в забой выработки, решение поставленной задачи может быть получено с использованием известного решения задачи Ламе (Lame) [4]: при плоской деформации толстостенной трубы, моделирующей крепь, из условия равенства радиальных перемещений на линии контакта крепи и массива, обусловленных действием дополнительных напряжений (5), (6), получается уравнение относительно величины отпора q_0. Принимая во внимание направление действия нагрузок, и положив в формуле Ла-

ме наружный радиус трубы $r_0 = \infty$, внешнее давление $p_0 = 0$, запишем выражение для перемещения бесконечной среды (массива) на контуре L_0:

$$u_0 = -\frac{R_0}{2G_0}\left(q_0 - \gamma H\right), \tag{7}$$

где использовано обозначение:

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\mu_0)} \tag{8}$$

где G_0 – механическая характеристика пород, называемая модулем сдвига.

Знак «-» в выражении (7) указывает на то, что при выполнении условия $q_0 \le \gamma H$ точки массива, расположенные на контуре L_0, смещаются внутрь выработки.

Зависимость (7) можно представить в виде $q_0 = f(u_0)$, то есть

$$q_0 = \gamma H\left(1 - \frac{u_0}{R_0}\frac{2G_0}{\gamma H}\right) = \gamma H - u_0 tg\beta \tag{9}$$

где $tg\beta = \dfrac{2G_0}{R_0}$.

Полученное соотношение (9) в механике подземных сооружений называется уравнением равновесных состояний массива пород, поскольку из него вытекает, что каждому значению отпора крепи (давлению на крепь) соответствует определенная величина перемещения контура сечения выработки. Далее, положив в задаче Ламе наружный радиус трубы $r_0 = R_0$, внешнее давление $p_0 = q_0$, внутренний радиус $r_1 = R_1$, и внутреннее давление $p_1 = 0$, придем ко второй задаче о плоской деформации крепи. Запишем выражение для радиальных смещений точек наружного контура крепи:

$$u_0 = \frac{R_0}{2G_1}\frac{q_0}{R_0^2 - R_1^2}\left[(1-2\mu_1)R_0^2 + R_1^2\right]. \tag{10}$$

При этом знак в выражении (10) выбран из тех же соображений, что и в формуле (7), т.е. при $q_0 > 0$ точки контура L_0 перемещаются внутрь кольца (крепи).

Зависимость (10) можно также представить в виде $q_0 = f(u_0)$, и, как несложно заметить, эта зависимость имеет линейный характер. Представим ее в виде:

$$q_0 = u_0 \mathrm{tg}\alpha, \tag{11}$$

где использовано обозначение:

$$tg\alpha = \frac{2G_1}{R_0}\frac{R_0^2 - R_1^2}{\left[(1-2\mu_1)R_0^2 + R_1^2\right]}. \tag{12}$$

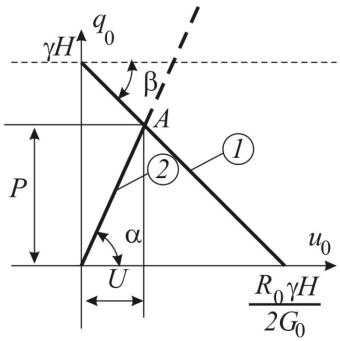

Рис. 3. Определение равновесного состояния единой деформируемой системы «крепь – массив»

Выражения (9) и (11) связывают одни и те же параметры q_0 и u_0. Построим соответствующие им графические зависимости совместно на одном чертеже, как показано на рис. 3.

На рис. 3 прямая *1* изображает диаграмму равновесных состояний подкрепленной выработки, прямая *2* – диаграмму равновесных состояний крепи. Очевидно, что точка *A* пересечения двух построенных графиков будет соответствовать равновесному состоянию единой деформируемой системы «крепь – массив». Величина $q_0 = P$ соответствует давлению на крепь (отпору крепи) с заданными геометрическими и механическими параметрами, установленной непосредственно в забой, а величина $u_0 = U$ – смещению массива в рассматриваемых горно-геологических условиях. Положение точки *A* определяется в результате совместного решения уравнений (9) и (11):

$$q_0 = \gamma H \frac{1}{1 + \frac{tg\beta}{tg\alpha}} = \gamma H \frac{1 - \frac{R_1^2}{R_0^2}}{\left(1 - \frac{R_1^2}{R_0^2}\right) + \frac{G_0}{G_1}\left[(1 - 2\mu_1) + \frac{R_1^2}{R_0^2}\right]} \qquad (13)$$

Дополнительные напряжения в крепи (являющиеся в то же время полными, поскольку начальные напряжения отсутствуют) определяются по формулам:

- на наружном контуре крепи L_0:

$$\sigma_r^{(1)} = -q_0\,;\ \sigma_\theta^{(ex)} = -\frac{1 + \frac{R_1^2}{R_0^2}}{1 - \frac{R_1^2}{R_0^2}} q_0\,; \qquad (14)$$

- на внутреннем контуре крепи L_1:

$$\sigma_\theta^{(in)} = -\frac{2}{1 - \frac{R_1^2}{R_0^2}} q_0\,. \qquad (15)$$

Внутренние силы и изгибающие моменты в радиальных сечениях крепи вычисляются по формулам строительной механики [5]:

$$N = \frac{\sigma_\theta^{(in)} + \sigma_\theta^{(ex)}}{2} b\Delta\,;\; M = \frac{\sigma_\theta^{(in)} - \sigma_\theta^{(ex)}}{12} b\Delta^2\,, \qquad (16)$$

где $\Delta = R_0 - R_1 = R_0\left(1 - \frac{R_1}{R_0}\right)$ –толщина крепи, $b = 1$ м.

С учетом выражений (14) – (15) формулы (16) принимают вид:

$$N = -\frac{q_0 R_0}{2} b \left(\frac{3 + \frac{R_1^2}{R_0^2}}{1 + \frac{R_1}{R_0}} \right);\; M = -\frac{q_0 R_0^2}{12} b \left(1 - \frac{R_1}{R_0}\right)^2. \qquad (17)$$

Полученные выражения (17) позволяют выполнить проверку прочности крепи.

Пусть, например, крепь выполнена из бетона, прочность которого на сжатие характеризуется расчетным сопротивлением R_b. Условие прочности крепи записывается в виде [5].

$$|N| \le NS, \qquad (18)$$

где N – расчетная нормальная сила, определяемая из первого выражения (17), NS – предельная несущая способность радиального сечения крепи, определяемая соотношением

$$NS = kR_b \Delta b \left(1 - \frac{2e_0}{\Delta}\right),$$

в котором $k = 1$, $e_0 = \left|\frac{M}{N}\right|$ –

эксцентриситет приложения продольной силы.

Воспользовавшись выражениями (17), запишем

$$NS = kR_b \Delta b \left(1 - \frac{2e_0}{\Delta}\right) = kR_b R_0 \left(1 - \frac{R_1}{R_0}\right) \frac{4\left(2 + \frac{R_1^2}{R_0^2}\right)}{3\left(3 + \frac{R_1^2}{R_0^2}\right)}. \qquad (19)$$

Тогда условие прочности сечений крепи (18) приобретает вид

$$P_u = q_0 \le \frac{8kR_b}{3b} \frac{\left(1 - \frac{R_1^2}{R_0^2}\right)\left(2 + \frac{R_1^2}{R_0^2}\right)}{\left(3 + \frac{R_1^2}{R_0^2}\right)^2}, \qquad (20)$$

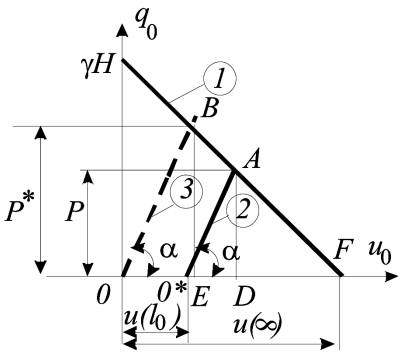

Рис. 4. Определение равновесного состояния геомеханической системы «крепь – массив» при возведении крепи на расстоянии l0 от забоя

где введено обозначение P_u – предельное давление, которое может выдержать рассматриваемая крепь без потери несущей способности.

Таким образом, прямая *2* на рис. 3, характеризующая равновесное состояние бетонной крепи, должна быть ограничена точкой, имеющей ординату $q_0 = P_u$. Это означает, что прочность крепи будет обеспечена при выполнении условия:

$$P \le P_u. \qquad (21)$$

Значительно улучшить условия статической работы крепи можно, если ее возводить не непосредственно в забое, а устанавливать с некоторым отставанием l_0 от забоя. В этом случае диаграмма для определения равновесного состояния деформируемой системы «крепь-массив» имеет вид, показанный на рис. 4.

Здесь, как и раньше, прямая *1* – диаграмма равновесных состояний подкрепленной выработки, прямая *2* – диаграмма равновесных состояний крепи, возводимой на расстоянии l_0 от забоя. Точка *A* пересечения графиков соответствует равновесному состоянию единой деформируемой системы «крепь-массив». Для сравнения прямой *3* (пунктиром) показана диаграмма равновесных состояний крепи, возводимой непосредственно в забое, а точкой *B* –соответствующее этому случаю равновесное состояние. Смещение массива $u(l_0)$, реализовавшееся до возведения крепи в процессе продвижения забоя на расстояние l_0, характеризуется отрезком OO^*.

Если выработка остается неподкрепленной длительное время (крепь устанавливается на значительном удалении от забоя, когда $l_0 \to \infty$), все возможные смещения массива к этому времени реализуются и отрезок *OF* соответствует смещениям в неподкрепленной выработке, то есть $u(\infty) = \gamma H R_0 / 2G_0$.

Из рис. 4 следует, что отставание возведения крепи от забоя выработки приводит к снижению давления на крепь, то есть выполняется условие $P \le P^*$. В механике подземных сооружений [3] для учета этого эффекта используется соотношение:

$$P = P^* \alpha^* \text{ или } \alpha^* = P/P^*. \qquad (22)$$

Рассматривая подобные треугольники *AEF* и *OBF*, O^*AD и *OBE* на рис. 4, можно записать:

$$\alpha^* = \frac{P}{P^*} = \frac{AD}{BE} = \frac{O*A}{OB} = \frac{OF - OO^*}{OF} = \\ = \frac{u(\infty) - u(l_0)}{u(\infty)} = 1 - \frac{u(l_0)}{u(\infty)} = 1 - f(l_0) \tag{23}$$

где $f(l_0) = \dfrac{u(l_0)}{u(\infty)} = \dfrac{u(l_0)}{\left(\dfrac{R_0\gamma H}{2G_0}\right)}$, $u(\infty) = \dfrac{R_0\gamma H}{2G_0}$ –

смещения контура выработки, найденные из решения соответствующей плоской задачи для неподкрепленного отверстия.

Для определения величины $u(l_0)$ следует рассмотреть объемную картину деформаций поверхности выработки в призабойной зоне.

Исследованиям, связанным с нахождением смещений контура выработки в зависимости от расстояния до забоя, посвящено большое количество работ, среди которых можно выделить труды Н.А. Давыдовой [6] и М. Баудендистела (Baudendistel) [7]. Решив соответствующую задачу теории упругости в объемной постановке с применением численных методов, например, методом конечных элементов, каждый из указанных авторов предложил собственную формулу для определения величины $f(l_0)$.

Используя конкретное представление для $f(l_0)$, будучи подставленными в выражение (23), прийдем к соответствующим формулам для вычисления корректирующего множителя α^*. Так, основываясь на результатах М. Баудендистела, проф. Н.С. Булычев в результате корреляционного анализа соотношения между значениями α^* и относительным расстоянием l_0/R_0 до забоя выработки предложил использовать экспоненциальную зависимость [3]:

$$\alpha^* = 0,64\left(e^{-1,75 l_0/R_0}\right). \tag{24}$$

Вследствие линейного характера рассматриваемой задачи, в геомеханике принято учет отставания возведения крепи от забоя осуществлять путем корректировки поля начальных напряжений (1) в нетронутом массиве. Тогда соответствующие

компоненты начального поля умножаются на величину α^*, следовательно начальные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_x^{(0)(0)} = \sigma_y^{(0)(0)} = -\gamma H \alpha^*, \quad \tau_{xy}^{(0)(0)} = 0 . \qquad (25)$$

Заключение

Из полученных в работе соотношений можно сделать важные с практической точки зрения выводы: Так, например, из формулы (16) следует, что при уменьшении толщины крепи

$$\Delta = R_0 - R_1 = R_0 \left(1 - \frac{R_1}{R_0} \right)$$

давление на нее снижается, и при $R_1 \to R_0$ давление отсутствует, то есть $q_0 \to 0$. В очень слабых грунтах, когда выполняется условие $G_1 >> G_0$ (G_1 – модуль сдвига материала крепи) и можно принять $G_0/G_1 \to 0$, давление q_0 на крепь стремится к величине начального напряжения в массиве пород в естественном состоянии, то есть $q_0 \to \gamma H$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Родин И. В.* Снимаемая нагрузка и горное давление / Исследования горного давления. – М.: Госгортехиздат, 1960. – С. 343–374.
2. *Баклашов И. В.*, *Картозия Б. А.* Механика подземных сооружений и конструкции крепей. – М.: Недра, 1984. – 324 с.
3. *Булычев Н. С.* Механика подземных сооружений: Учеб. для вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра. –1994. – 382 с.
4. *Самуль В. И.* Основы теории упругости и пластичности. Учеб. Пособие для студентов вузов. – М.: Высш. школа, 1982. – 264 с.
5. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 273 с.
6. *Давыдова Н. А.* Приближенное решение задачи о смещениях поверхности бесконечной цилиндрической полости, загруженной жестким кольцевым штампом конечной длины // ФТПРПИ. – 1968. – № 3. – С. 111–117.
7. *Baudendistel M.* Zum Entwurf von Tunnellen mit grossen Ausbruchsquerschnitt // Rock Mechanics. – 1979. – Suppl. № 8. – S. 95–100. ГИАБ

КОРОТКО ОБ АВТОРЕ

Нгуен Зуен Фонг – аспирант,
e-mail: nguyenduyenphong@gmail.com.
МГИ НИТУ «МИСиС».

UDC 622.261;
622.831

Nguyen Duyen Phong

DESIGN LINING TUNNELS UNDERGROUND HO CHI MINH CITY (VIETNAM) BASED ON THE RESEARCH OF EQUILIBRIUM STATE OF «SUPPORT – ARRAY»

The solution of transport problems of modern cities, as part of the implementation of major infrastructure projects and includes the creation of new or development of existing metro lines, due to the intensive development of underground space. This fully applies to the conditions of Ho Chi Minh City (Vietnam), where the new metro line should pass through the historic center, featuring high-density urban development and, consequently, an extensive network of utilities. The zone of influence of the construction of tunnels and underground metro stations fall residential and administrative districts in which there are buildings and structures, from both the historical and architectural value.

Key words: tunnel construction, stress strain state of rocks lining tunnel.

AUTHOR

Nguyen Duyen Phong, Graduate Student,
e-mail: nguyenduyenphong@gmail.com,
Mining Institute, National University of Science and Technology «MISiS»,
119049, Moscow, Russia.

REFERENCES

1. Rodin I. V. *Issledovaniya gornogo davleniya* (Study of rock pressure), Moscow, Gosgortekhizdat, 1960, pp. 343–374.

2. Baklashov I. V., Kartoziya B. A. *Mekhanika podzemnykh sooruzheniy i konstruktsii krepey* (Mechanics of underground structures and support designs), Moscow, Nedra, 1984, 324 p.

3. Bulychev N. S. *Mekhanika podzemnykh sooruzheniy*: Uchebnik dlya vuzov. 2-e izd. (Mechanics of underground structures: Textbook for high schools, 2nd edition), Moscow, Nedra, 1994, 382 p.

4. Samul' V. I. *Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti. Uchebnoe posobie dlya studentov vuzov* (Principles of elasticity and plasticity theory. Higher educational aid), Moscow, Vysshaya shkola, 1982, 264 p.

5. *Rukovodstvo po proektirovaniyu podzemnykh gornykh vyrabotok i raschetu krepi. VNIMI, VNIIOMShS Minuglepromа SSSR* (Guidelines on design of underground excavations and supports. VNIMI, VNIIOMShS, USSR Ministry of Coal Industry), Moscow, Stroyizdat, 1983, 273 p.

6. Davydova N. A. *Fiziko-tekhnicheskiye problemy razrabotki poleznykh iskopayemykh*. 1968, no 3, pp. 111–117.

7. Baudendistel M. Zum Entwurf von Tunnellen mit grossen Ausbruchsquerschnitt. *Rock Mechanics*. 1979. Suppl., no 8, pp. 95–100.